IV-1-Escaliers:

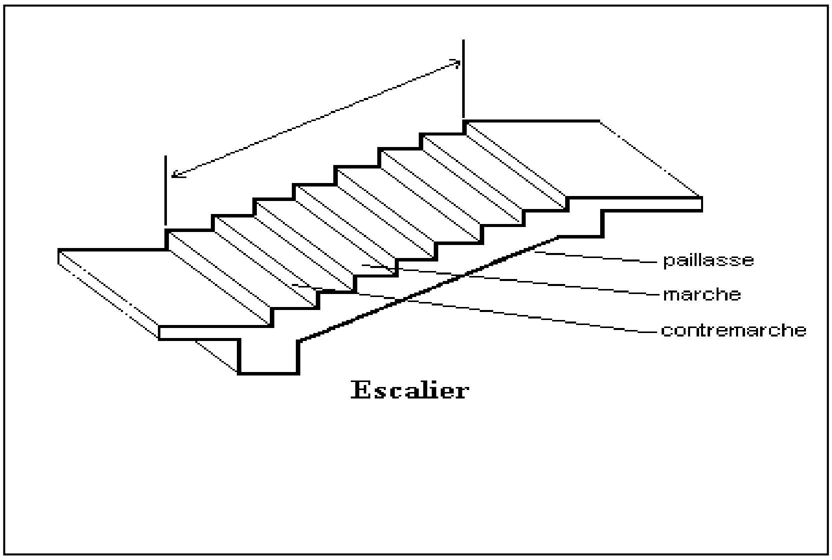
IV-1-1-Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

IV-1-2-Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.



FigureIV.1 :schéma d'un escalier

IV-1-2-1- Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$59 \leq 2h + g \leq 66cm$......................(1)

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

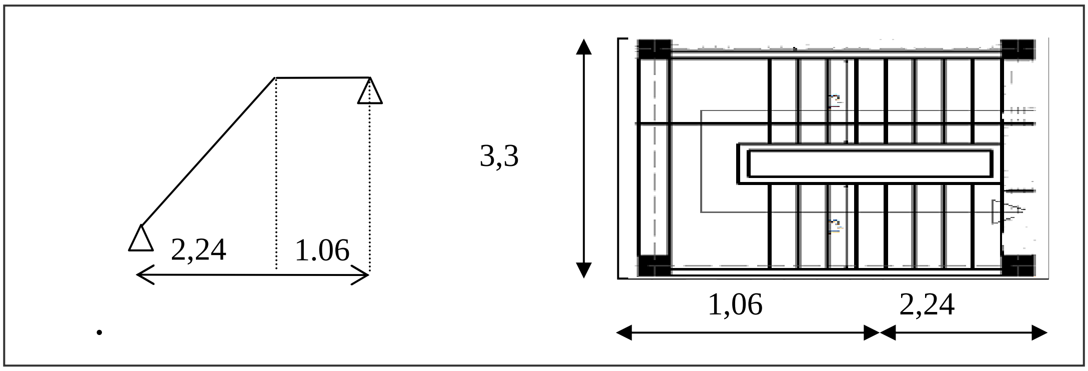
On prend 2h+g=64cm

H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage (H=n.h=he/2)

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur total du volée : $L = (n-1)g$

- Notre bâtiment compte un seul type d'escalier :
  1. Escalier à deux volées avec deux paliers.



FigureIV.2 : Schéma statique

<u>a-Dimensionnement des marches et contre marches</u> :

$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = H/n \\ L = (n-1).g \Rightarrow g = L/(n-1) \end{cases}$$

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis : **m n²-(m+L +2H) n+2H=0 …. (2)**

Avec : m=64cm et H=306/2=153cm et L=224cm

Avec : $m = 64\ cm, H = 153\ cm\ et\ L = 220\ cm$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 594n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 9\ (nombre\ de\ contre\ marche)$

Donc : $n - 1 = 8\ (nombre\ de\ marche)$

$$h = \frac{153}{9} = 17\ cm\ et\ g = \frac{L}{n-1} = 30\ cm$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59\ cm \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\ cm = 59\ cm \leq 64\ cm \leq 66\ cm$; $Condition\ vérifiée$

L'inégalité vérifiée, on a : 11 marches avec $g = 30\ cm\ et\ h = 17\ cm.$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan\alpha = \frac{17}{30} = 0{,}57 \Rightarrow \alpha = 29{,}54° \rightarrow \cos\alpha = 0{,}87$$

Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20\cos\alpha} \rightarrow \frac{224}{30 \times 0{,}87} \leq e_v \leq \frac{224}{20 \times 0{,}87} \rightarrow 8.68 \leq e_v \leq 13.02$$

$e_v = 12\ cm$

Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos\alpha} = \frac{12}{0{,}87} = 13.95\ cm$$

$e_p = 14\ cm$

Epaisseur du jour :

L'epaisseur du jour est de 40cm

Emmarchement E :

$E = \frac{300-40}{2} = 1.30\text{m}$

b-Evaluation des charges et des surcharges :

- **Paillasse :**

N=^{0}	Désignation	Ep (m)	densité KN/m^3	poids KN/m^2
1	**Revêtement en carrelage horizontal**	0,02	20,00	0,40
2	**Mortier de ciment horizontal**	0,02	20,00	0,40
3	**Lit de sable**	0,02	18,00	0,36
4	**Revêtement en carrelage vertical** R_h x20x h/g	0,02	20,00	0,23
5	**Mortier de ciment vertical** epx20x h/g	0,02	20,00	0,23
6	**Poids propre de la paillasse** $e_v \times 25/\cos\alpha$	0,12	25,00	3,45
7	**Poids propre des marches** $h/2 \times 22$	/	22,00	1,87
8	**Garde- corps**	/	/	0,10
9	**Enduit en plâtre 2x0,1/0,87**	0,02	10,00	0,23
		G	**7,36KN/m^2**	
		Q	**2,5KN/m^2**	

TableauIV.1 :Résume les charges de paillasse

q_u= (1,35G+1,5Q).1m =13,69KN/ml

q_{ser}= (G+Q).1m=10.33KN/ml

- **Palier :**

N=^{0}	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m^3)	Poids KN/m^2
1	**Poids propre du palier epx25**	0,14	25,00	3,50
2	**Revêtement en carrelage horizontal**	0,02	20,00	0,40
3	**Mortier de pose**	0,02	0,20	0,40
4	**Lit de sable**	0,02	18,00	0,36
5	**Enduit de plâtre**	0,02	10,00	0,20
		G	**4,87KN/m²**	
		Q	**2,5KN/m²**	

TableauIV.2 :Résume les charges de palier

$$\begin{cases} q_u = 10{,}33 KN/ml \\ q_{ser} = 7{,}37 KN/ml \end{cases}$$

c-Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U :

$$\begin{cases} \text{Charge due au paillasse : } q_1 = 13{,}69 KN/ml \\ \text{Charge due au palier : } q_2 = 10{,}33 KN / ml \end{cases}$$

$\sum F/X = 0 \Longrightarrow H_B = 0$

$\sum F/Y = 0 \Rightarrow V_A + V_B = q_1.2{,}24 + q_2.1{,}06$

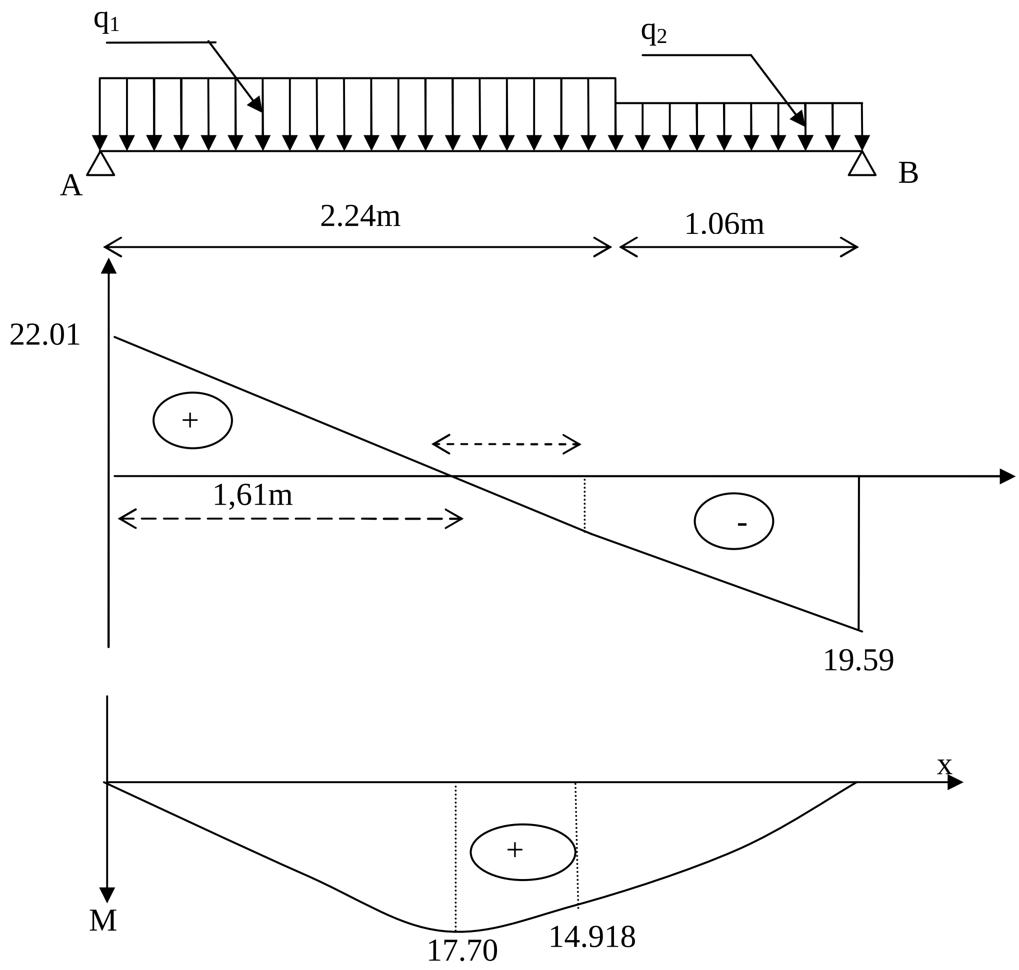
$\Longrightarrow V_A + V_B = 41{,}60$

$\sum M/A = (R_B \,.\, 3{,}3) - (q_2\,.1{,}06)(\frac{1{,}06}{2} + 2{,}24) - q_1(2{,}24)(\frac{2{,}24}{2}) = 0$

$\Longrightarrow V_B = 19{,}59$ KN

$\Longrightarrow V_A = 22{,}01$ KN

d-Schéma statique



FigureIV.3 :diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.

e-Calcul du moment maximal en travée a L .E.L.S :

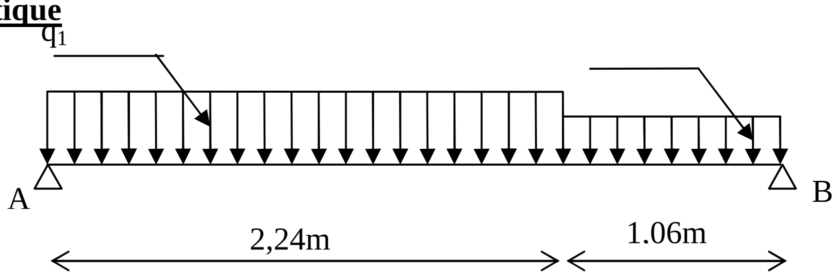
$$\begin{cases}\text{Charge due au paillasse } q_1 = 10.33\text{KN/ml} \\ \text{Charge due au palier } q_2 = 7{,}37\text{KN / ml}\end{cases}$$

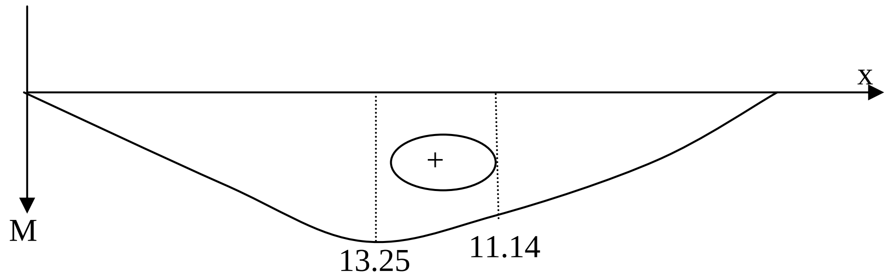
$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A+R_B= (10.33x2{,}24) + (7{,}37x1{,}06) = 30{,}95KN$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_a \times 3{,}30 + 10.33(\frac{2{,}24^2}{2} + 1{,}06) + (7{,}37 \times \frac{1{,}06^2}{2})$$

R_A= 12.42KN et R_B=18.52KN

f-Schéma statique





FigureIV.4 :diagramme des moments fléchissant.

IV-1-2-2- Dimensionnement des escaliers :

a-Dimensionnement des marches et contre marches :

$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = H/n \\ L = (n-1).g \Rightarrow g = L/(n-1) \end{cases}$$

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis : **m n²-(m+L +2H) n+2H=0 …. (2)**

Avec : m=64cm et H=85cm et L=226cm

Donc l’équation (2) devient : $64n^2 - 354n + 170 = 0$

La solution de l’équation est : $n = 5\ (nombre\ de\ contre\ marche)$

Donc : $n - 1 = 4\ (nombre\ de\ marche)$

$$h = \frac{85}{9} = 17\ cm\ et\ g = \frac{L}{n-1} = 30\ cm$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59\ cm\ \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\ cm = \ 59\ cm\ \leq 64\ cm \leq 66\ cm$; $Condition\ vérifiée$

L’inégalité vérifiée, on a : 11 marches avec $g = 30\ cm\ et\ h = 17\ cm$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan\alpha = \frac{17}{30} = 0{,}57 \;\Rightarrow\; \alpha = 29{,}54° \;\rightarrow\; \cos\alpha = 0{,}87$$

Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \le e_v \le \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \le e_v \le \frac{L}{20\cos\alpha} \rightarrow \frac{226}{30\times 0{,}87} \le e_v \le \frac{226}{20\times 0{,}87} \rightarrow 8.65 \le e_v \le 12.98$$

$e_v = 12\ cm$

Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos\alpha} = \frac{12}{0{,}87} = 13.95\ cm$$

$e_p = 14\ cm$

b-Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U :

$$\begin{cases} \text{Charge due au paillasse : } q_1 = 13{,}69\text{KN/ml} \\ \text{Charge due au palier : } q_2 = 10{,}33\text{KN / ml} \end{cases}$$

$\sum F/X = 0 \Longrightarrow H_B = 0$

$\sum F/Y = 0 \Rightarrow V_A + V_B = q_1.1.20 + q_2.1{,}06$

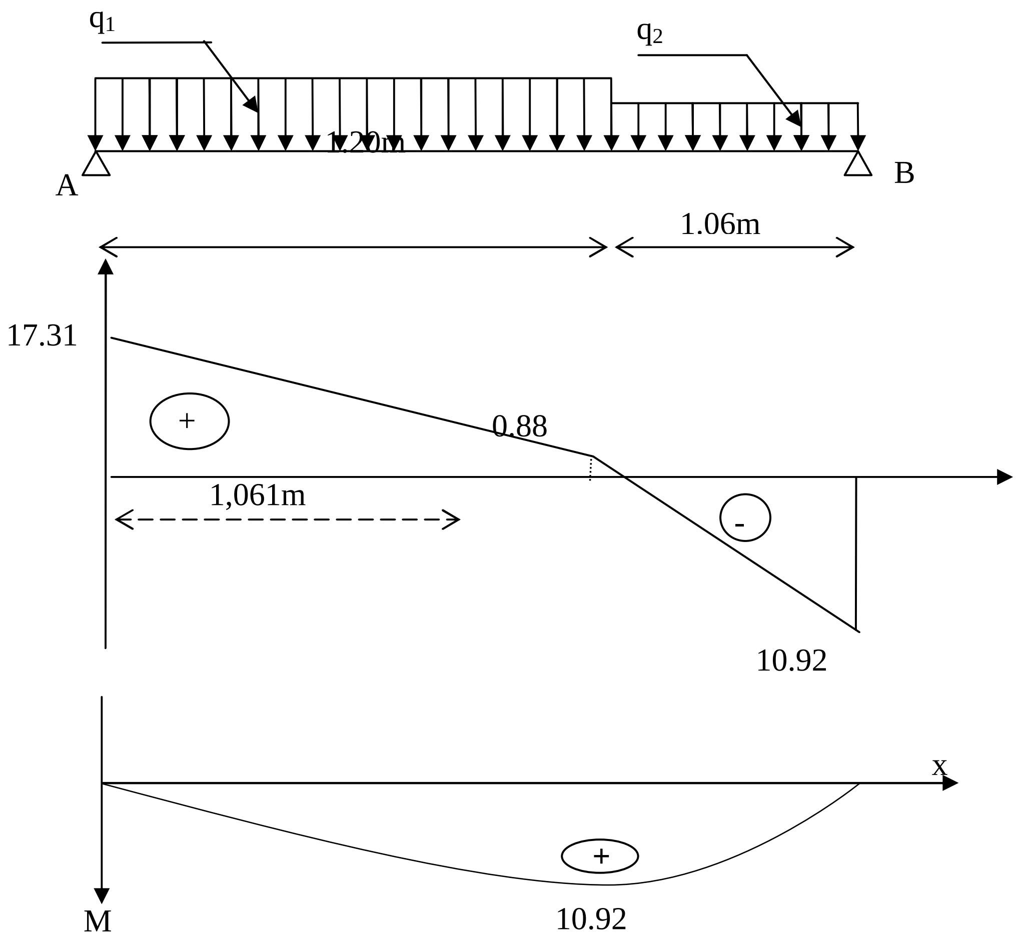
$\Longrightarrow V_A + V_B = 35.58$

$\sum M/A = (R_B\ .\ 3{,}3) - (q_2\ .1{,}06)(\frac{1{,}06}{2} + 2{,}24) - q_1(1.20)(\frac{2{,}24}{2}) = 0$

$\Longrightarrow V_B = 10.06$ KN

$\Longrightarrow V_A = 17.31$ KN

c-Schéma statique



FigureIV.4 :diagramme des éfforts tranchants et des moments fléchissants.

d-Calcul du moment maximal en travée a L .E.L.S :

Charge due au paillasse q_1= 9.87KN/ml

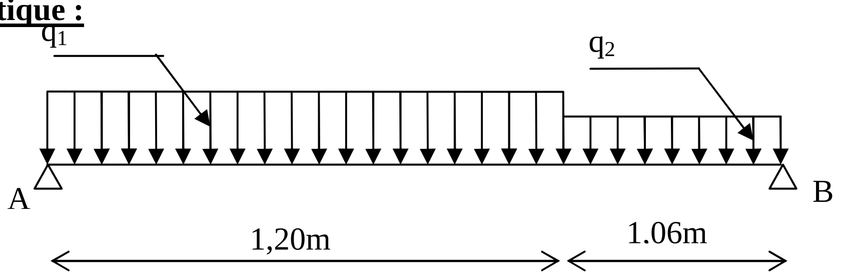
Charge due au palier q_2= 7.38KN / ml

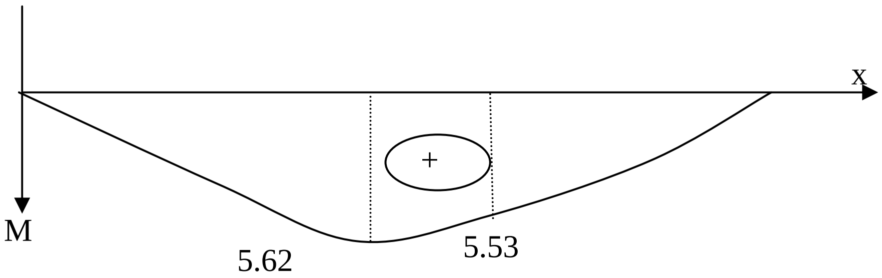
$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A+R_B$= (9.87x1.20) + (7,38x1,06) = 19.66KN

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_a \times 3,30 + 9.87(\frac{1,20^2}{2} + 1,06) + (7,38 \times \frac{1,06^2}{2})$$

R_A= 6.58KN et R_B=13.07KN

e-Schéma statique :





FigureIV.5 :diagramme des moments fléchissants.

E.L.U :

Donc:**M_{max}=17.70KN.m**

D'où **: M_T =0,85.17.70=15.05KN.m**

Ma= 0,40.17.70=7.08KN.m

IV-1-2-3-Ferraillage:

Caracté Ristique	**$h_{travée}$=12cm h_{appui}=14cm**	**b=100cm**	**Fe=400**	**=348Mpa σ_s**	**$D_{travée}$=0,9.h=10,8cm D_{appui}=0,9.h=12,6cm**		
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(cm^2)$	A_{ad}(cm)	$A_r=A_{ad}/4$	$A_{r\ adoptée}$
ravée	15.05	0,090	0,952	4.21	5T12/ml =5,65cm^2 St=20cm	1,41	4ϕ8/ml =2,01cm^2 St=31cm
Appuis	7.08	0,031	0,9845	1,70	4T10/ml =3,14cm^2 St=31cm	0,78	3ϕ8/ml =1,51cm^2 St=45cm

Tableau IV.3 :Résume le ferraillage

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,52cm^2	A=5,65cm^2 A>A_{min} Condition vérifiée

IV-1-2-4-Vérifications des contraintes à l'E.L.S:

En travée :

Mt_{ser}=17.70KN.m ; As=5,65cm²/ml

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 30.15y - 301.5 = 0 \Rightarrow y = 2.17cm$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 2190.06cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{17.70 \times 10^2}{2190.06} \times 2.17 = 1.75Mpa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times fc_{28} = 15Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 1.75Mpa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa........\text{condition vérfiée}$$

Sur appui:

Ma_{ser}=5.62KN.m, As=3,14cm²/ml

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 471 = 0 \Rightarrow y = 1.27cm$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 3657.88cm^4$$

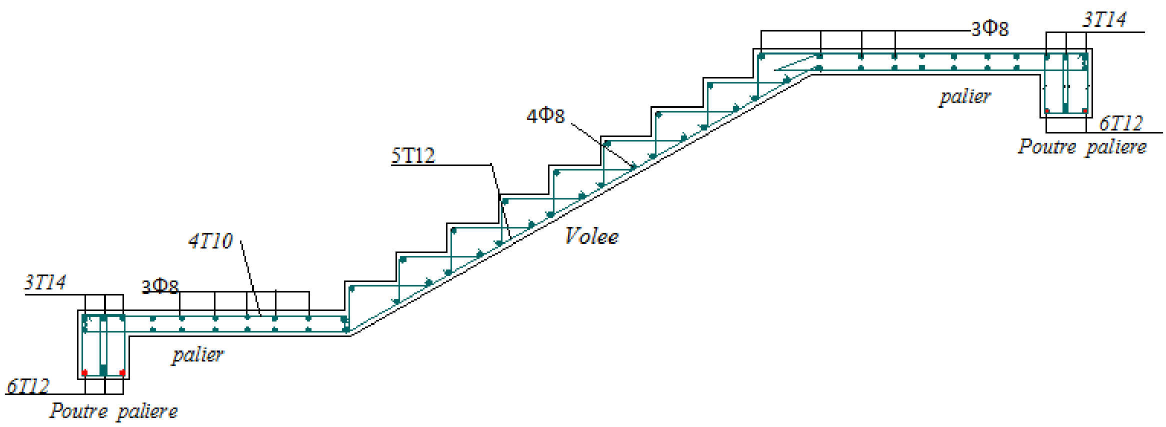
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5.62 \times 10^3}{3657.88} \times 1.27 = 0.19Mpa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times fc_{28} = 15Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 0.19Mpa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa.........\text{condition.vérifiée}$$

IV-1-2-5-Vérifications de La flèche:(selon le B.A.E.L 91) :

Condition	**Vérification**	
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30}$	0,054≥0,033	Conditionvérifiée
$A_s/b.d<2/f_e$	0,002<0,005	Condition vérifiée



FigureIV.6: Schéma statique d'éscalier

IV-2-Poutre palière :

IV-2-1-Dimensionnement :

Selon BAEL91/99 le critère de rigidité est :

$\frac{L}{15} \leq \text{h} \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \longrightarrow 22 < h < 33\text{cm}$

On prend h = 30 cm donc d = 0,9(30) = 27 cm

0,3 d < b < 0,4 d → 8,1 < b < 10,8 cm ; b = 30 cm

Les vérifications des conditions du RPA 99/2003

h= 30 = 30 cm …………Condition vérifiée

b = 30 > 20 cm …………Condition vérifiée

$\frac{h}{b}$ = 1 < 4 ……………….Condition vérifiée

Charge supportées par la poutre :

- Poids propre de la poutre : G_p = 0,3.0,3.25 = 2,25 Kn/ml
- Poids du mur situé sur la poutre : G_m = 9.0,25.3,06 = 6,86 Kn/ml
- Charge d'exploitation : $Q = 2{,}5\ \text{kN/m}$
- Réaction du palier : R_b = ELU : 19,59 Kn.ml

ELS : 14,07 Kn.ml

Q_u = [1,35(2,25+6,86+19,59)+1,5(2,5)] = 42,50Kn/ml

Q_{ser} = 2,25 + 6,86 + 19,59+2,5 = 31,2Kn/ml

- **Calcul des sollicitations à l'E.L.U :**

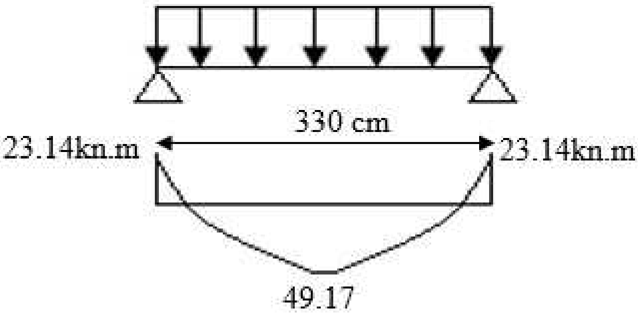


Figure IV-2-1- Diagramme des moments que subit la poutre palière.

$M_0 = \frac{Q.L^2}{8} = \frac{42,5(3,3)^2}{8}$ = 57,85Kn/m

M_t = 0,85 (57,85) = 49,17 Kn/ml

M_a = 0,4 (57,85) = 23,14 Kn/ml

IV-2-2-Calcul du ferraillage à l'E.L.U :

On a : b= 30cm ; h=30cm ; d= 0,9(30) = 27cm

- **En travée :**

M_t = 49,17Kn/m

$\mu = \frac{49,19\times10^3}{30\times27^2\times14,17}$ = 0,158 < 0,392 → A_s' = 0

μ = 0,158 →β = 0,914

Condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{0,23\times30\times27\times2,1}{400}$ = 0,98 cm²/ml

$A_s = \frac{49,1710^3}{0,914.27.348}$ = 5,73 cm²/ml

$A_{min}<A_s$ …………..Condition vérifiée

A_s = 5,73 → Le choix : 6T12 = 6,78 cm²/ml

- **Sur appuis :**

M_a = 23,14 Kn.m

$\mu = \frac{23\times14\times10^3}{30\times27^2\times14,17}$ = 0,74 < 0,392 →A_s' = 0

$\mu = 0{,}074 \rightarrow \beta = 0{,}962$

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0{,}98\ cm^2/ml$

$A_s = \frac{23{,}04\times10^3}{0{,}962\times27\times348} = 2{,}56 cm^2/ml$; $A_{min} < A_s$ ………..Condition Vérifiée

Le choix : 3T14 = 4,62 cm^2/ml

IV-2-3-Vérification ELS :

$Q_{ser} = 31{,}2$ Kn/ml

$M_{0ser} = 42{,}47$ Kn/ml

$M_{tser} = 36{,}10$ Kn/ml

$M_{aser} = 17{,}00$ Kn/ml

- **En Travée :**

$A_s = 6{,}78 cm^2/ml$

La position de l'axe neutre :

$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d-y) = 15y^2 - 15(6{,}78)(27-y) = 0$

$\rightarrow 15y^2 + 101{,}7y - 2745{,}9$

$\Delta = b^2 - 4ac = (101{,}7)^2 - 4(15)(-2745{,}9) = 175096{,}89$

$\sqrt{\Delta} = 418{,}45$

$y_1 = \frac{-101{,}7+418{,}45}{2(15)} = 10{,}56$ cm

$y = 10{,}56$ cm

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

Le moment d'inertie :

$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d-y)^2 = \frac{30}{3}(10{,}56)^3 + 15(6{,}78)(27-10{,}56)^2 = \mathbf{39262{,}66cm^4}$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$\delta_b = \frac{Mser}{I} y = \frac{49{,}17\times10^3}{39262{,}66} .10{,}56 = 13{,}22$ Mpa

$\bar{\delta}_b = 0{,}6f_{c28} = 15$Mpa

$\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$ …………..Condition vérifiée

Justification vis-à-vis de T :

$T_u = \frac{QL}{2} = \frac{42{,}50\times3{,}3}{2} = 70{,}13$ Kn

$\tau_u = \frac{Tu}{b.d} = \frac{70{,}13\times10^3}{300\times270} = 0{,}86$ Mpa

$\overline{\tau u}$ = min (0,13f_{c28} ;5Mpa) = 3,25 Mpa ; $\tau_u < \overline{\tau u}$ …………Condition vérifiée

Il n'ya pas de risque de cisaillement .

Ferraillage des armatures transversales :

$\Phi_t \leq \min\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L\} \leq \min\{8{,}57 ; 30 ; 10\}$ $\phi_t = 8{,}57$

On prend ϕ_t = 8mm

$S_t \leq$ min {0,9d ; 40 cm } = 24,3 ; S_t = 20cm

D'aprés le RPA 99/2003

- **Zone nodale:**

$S_t \leq \min\{15$ cm ; $10\phi_L\}$ = 10 cm

- **Zone courante :**

$S_t \leq 15\phi_L \rightarrow S_t$ = 15cm

Vérification de la section d'armatures minimal :

$\frac{At\times fe}{St\times b_0} \geq \max\{\frac{\tau_u}{2} ; 0{,}4 \text{ Mpa}\}$

Max {0,43 ; 0 ,4 } = 0,43 Mpa

$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0{,}43\times30}{235} = 0{,}054$

$\frac{A_t \times f_e}{b\times S_t \times\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3\,Kft_{28}}{0{,}9(\sin\alpha+\cos\alpha)} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0{,}86-(0{,}3\div2{,}1)\times30\times1{,}15}{0{,}9\times1\times2{,}35} = 0{,}099$ cm

On prend : 0,099 cm

$A_t = 0{,}099\ S_t$; On prend S_t = 15 cm ; $A_t \geq 1{,}49$ cm^2

On prend : A_t = 4T8 = 2,01 cm^2/ml

L'ancrage des armatures tendues :

$\tau_s = 0{,}6\Psi^2 f_{tj} = 0{,}6\times 1{,}5^2\times2{,}1 = 2{,}84$ Mpa

La langueur de scellement droit Ls :

$L_s = \frac{\phi_l\times f_e}{4\tau_s} = \frac{1{,}4\times400}{4\times2{,}84} = 49{,}30$ cm

On adopte une courbure égale à r = 5,5ϕ_L = 7,7 cm

$L_2 = d - (c + \frac{\phi}{2} + r) = 27 - (3 + 0{,}7 + 7{,}7) = 15{,}6$ cm

$L_1 = \frac{L_s - 2{,}19r - L_2}{1{,}87} = \frac{49{,}30 - 2{,}19(7{,}7) - 15{,}6}{1{,}87} = 9{,}00$ cm

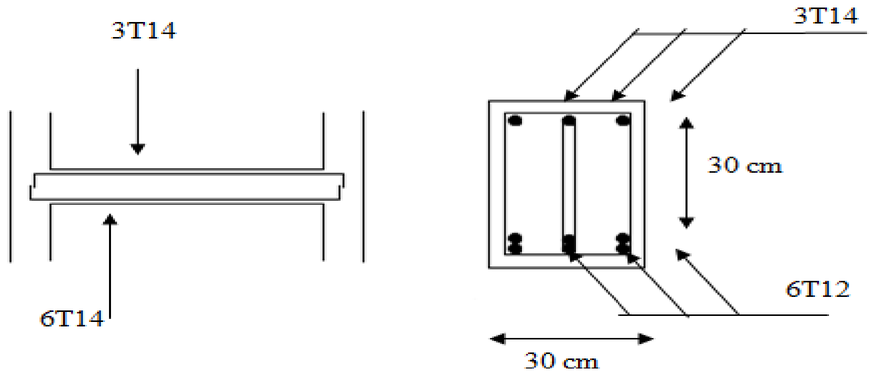
IV-2-3-Calcul de la flèche :

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{300} > \frac{1}{16} \rightarrow 0{,}09 > 0{,}06$ …………..Condition vérifiée

$\frac{h_t}{L} > \frac{M_{ser}}{10 \times M_{0ser}} \rightarrow \frac{30}{300} \geq \frac{36{,}10}{10 \times 37{,}82} = 0{,}095 > 0{,}85$ ………Condition vérifiée

$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4{,}2\ f_e \rightarrow \frac{6{,}78}{30 \times 28} \leq 4{,}2\ (400) \rightarrow 0{,}008 < 1680$ ………..Condition vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche



FigureIV.7 : Schéma statique

IV-3- Acrotère :

IV-3-1- Introduction

L'acrotère est un couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute .Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

IV-3-2-Dimensions :

Hauteur h = 60 cm

Epaisseur e_p = 10 cm

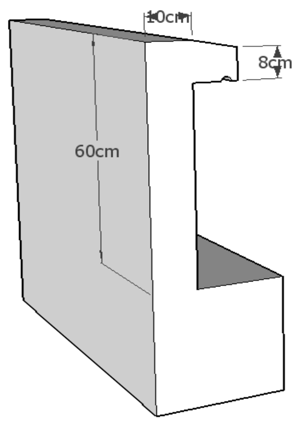


Figure IV.8 :shéma d'acrotère

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'arotère , cet élement est exposé aux intempéries ce qui peut entrainer des fissures ainsi que des déformations importantes(fissuration préjudiciable).

IV-3-3-Calcul des sollicitations :

a-Poids propre :

$S = S_1 + S_2 + S_3 = [\ ½ (0,1\ X\ 0,02) + (0,1\ X\ 0,08) + (0,1\ X\ 0,6)]$

$S = 0,069\ m^2$

$G = S\ x\ \gamma_b = 0,069\ .\ 25 = 1,73$ Kn /ml

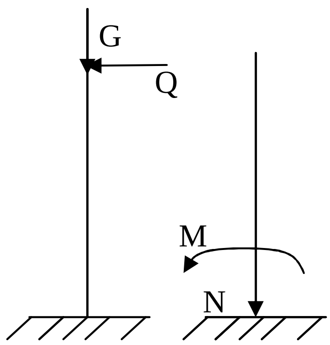
b-Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une main courante Q=1,00KN/m

$N_u = 1,35G = 1,35\ (1,73) = 2,33$ Kn/ml

$M_u = 1,5Q.h = 1,5(1)(0,6) = 0,9$ Kn/ml

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composé .



c-Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable

On prend $C = C' = 2$ cm

d-L'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,33} = 0,386\ m$$

$$\frac{ep}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05m < 0,386m$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limite par les armatures.

IV-3-4-Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u\left(e + \frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_u = 2,33\left(0,386 + \frac{0,1}{2} - 0,02\right) = 0,97KN.m$$

$$(d - c')N_u - M_u \le (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,33 - 0,97 = -0,806KN.m$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905KNm$$

$$-0,806KN.m < 24,7905KNm$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire bxh= (100x10) cm²

IV-3-5-Calcul de ferraillage a ELU :

$M_{u} =$ 0,97 Kn .m

$\mu = \frac{Mu}{\mathrm{b.d^2 .F_{bc}}} = \frac{0{,}97.103}{100.92.14{,}17} = 0{,}008$

Vérification de l'xistense des armatures comprimés A' :

$\alpha_L = 0{,}8\ \alpha_L\ (1- 0{,}4\alpha_L\ )$

$\alpha_L = \frac{3{,}5}{3{,}5+1000\mathcal{E}_l} = 0{,}668$

$1000\varepsilon_l = \frac{\mathrm{f_e}}{\mathrm{E}.\sigma_s} = \frac{400}{2\,.105\,.1{,}16} = 1{,}74$

$\mu_L = 0{,}8(0{,}668)\ [1\text{-}0{,}4(0{,}668)]\ .0{,}392 > u_s\ .0{,}008 \Rightarrow A' = 0$

$\mu\ = 0{,}008 \Rightarrow \beta = 0{,}996$.

On calcul :

A_{fs} = section d'armature en flexion simple.

A_{fc} = section d'armature en flexion composé .

$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s\ .\beta.\mathrm{b}} = \frac{0{,}97.103}{348.0{,}996.9} = 0{,}311\ \mathrm{cm}^2$

$A_{fc} = A_{fc} - \frac{N_u}{100\delta s} = 0{,}311 - \frac{2{,}33.103}{100.348} = 0{,}244\ \mathrm{cm}^2$

Section minimal des armatures en flexion composé pour une section rectangulaire :

N_{ser} = G = 1,73 Kn /ml (W_p)

M_{ser} = Q.h = 1(0 ,6) = 0,6 Kn/ml

$e = \frac{\mathrm{M_{ser}}}{\mathrm{N_{ser}}} = \frac{0{,}6}{1{,}73} = 0{,}35\mathrm{m} = 35\ \mathrm{cm}$

Condition de non fragilité :

$A_{smin} = \frac{\mathrm{d\,.b.F_{t28}}}{f_e} . \frac{e-0{,}45d}{e-0{,}185d} . 0{,}23$

$A_{smin} = \frac{9.100.2{,}1}{400} . \frac{35-0{,}45(9)}{35-0{,}185(9)} .0{,}23 = 4{,}72.0{,}21 = 1{,}01\ \mathrm{cm}^2/\mathrm{ml}$

$A_s = \max\ (\ A_{su}\ ;\ A_s\ ;\ A_{min}\ ) \Rightarrow \max\ (\ 0{,}311\ ;\ 0{,}244\ ;\ 1{,}01\ )$

$A_s = 1{,}01\ \mathrm{cm}^2/\mathrm{ml}$

On adopte 4ϕ6 ; $A = 1{,}13\ \mathrm{cm}^2/\ \mathrm{ml}$ S_t = 25 cm

Les armatures pour répartition :

$A_R = \frac{A_s}{u} = \frac{1{,}13}{u} = 0{,}28\ m^2$ /ml

On adopte $A_s = 1{,}13\ cm^2$ /ml →4ϕ6.

IV-3-6-Vérification des contraintes (ELS):

$M_{ser} = N_{ser}\,(e - c + \frac{h}{2})$.

$= 1\ {,}73\ (0{,}35 - 0{,}02 + \frac{0{,}1}{2}) = 0{,}484$.Kn .m

Position de l'axe neutre :

$\frac{b}{2}\ .\ y_1^2 - n\ .\ A_s\ (d\text{-}y_1) = 0$

$50y_1^2 - (15)(1{,}13)(9\text{-}y_1) = 0$

$50y_1^2\ - 16{,}95y_1 - 152{,}55 = 0$

$y_1 = 1{,}59$ cm

Moment d'inertie :

$I = \frac{b}{3}y_1^3 + n.A_s(d - y_1)^2 = \frac{100}{3}\,(1{,}59)^3 + (15)(1{,}19)(9\text{-}1{,}59)^2$

$I\ \ = 1064\ {,}68\ cm^2$

a-Détermination des contraintes dans le béton comprimé δ_{bc} :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{y_1}\,.y_1 = \frac{484}{1064{,}68}.\,1{,}59 = 0{,}72Mpa$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ F_{c28} = 15$ Mpa

$\sigma_{\ bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ ………………..condition verifiée

b-Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{bc} :

Pour une Fissuration préjudiciable, on a:

$\sigma_{\ bc} = \min\ \{\ \frac{2}{3}f_e = 110\sqrt{n\mathrm{Ft}28}\ \ \}$

avec : n = coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq\ 6$ mm ; n = 1,6

$\overline{\sigma}_{bc} = \min\ \{267Mpa\ ;\ 202Mpa\} = 202$ MPA

$\sigma_{\ bc} = n\ .\frac{M_{ser}}{I}\,(d - y_1) = 15\ \frac{484}{1064{,}68}\ .\ (9 - 1{,}59\ ) = 50{,}52$ Mpa

$\sigma_{\ bt} < \overline{\sigma}_{\ st}$ ....condition vérifiée

c-Contrainte de cisaillement :

$\tau_u = \frac{T}{b.d}$; T= 1,5.Q = 1,5 KN

$\tau_u = \frac{1{,}5}{1.0{,}09} = 16{,}67\ Kn\ /m^2 = 0{,}017Mpa$

$\overline{\tau_u}$= min (0,1 F_{t28} ; 4Mpa) fissuration préjudiciable = 2,5 MPA

$\tau_u < \overline{\tau_u}$…………………….. Condition vérifiée

d-Vérification de ferraillage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$F_p = 4\ C_p.A\ .W_P$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,15

Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8

Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1,71 KN

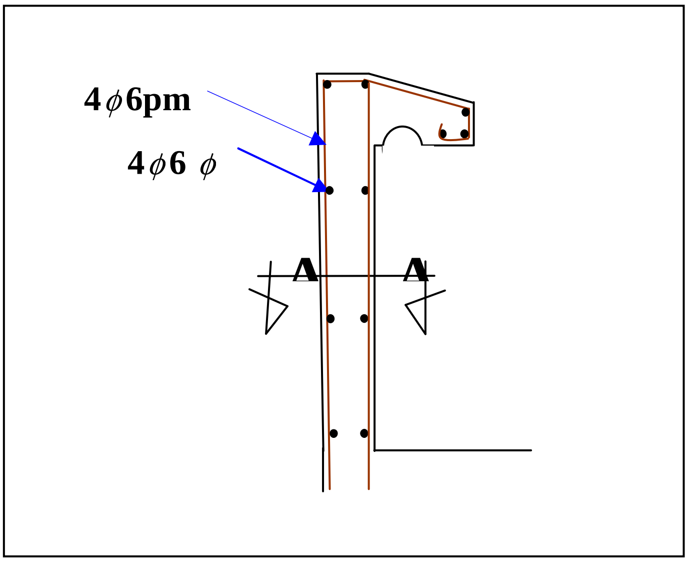
Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: Fp< 1,5Q

F_p = 4(0,8)(0,15)(1,73) = 0,830KN

F_p<1,5Q ;F_p =0.83KN

0,83<1,5(1) ………………condition vérifiée



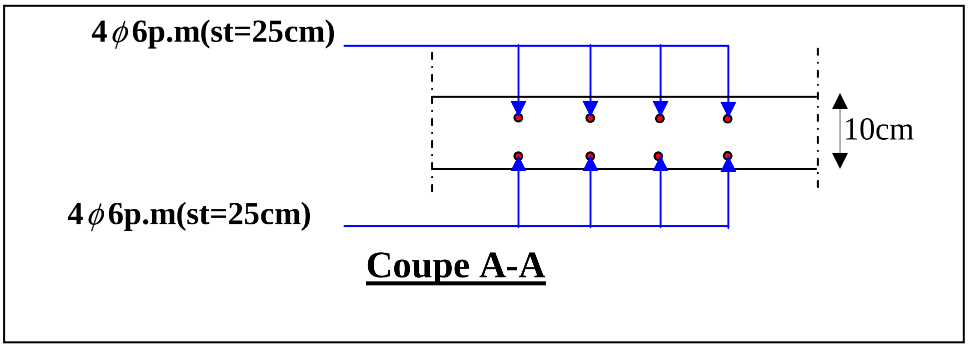


Figure IV.9 : Ferraillage de l'acrotère

IV-4-Balcons :

IV-4-1-Introduction:

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

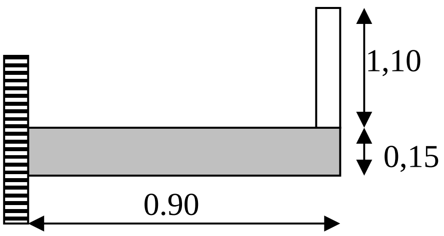
L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique e $\geq 12cm$.
- Sécurité en matière d'incendie e =11cm pour 2 heurs de coup feu.

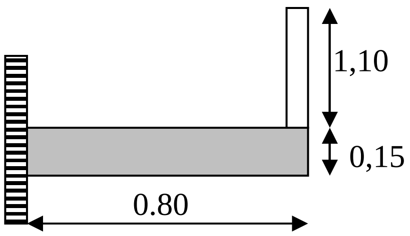
Donc on adopte e = 15cm.

Dans notre étude, les différents cas des balcons sont les suivantes :

- **Cas 01 :**



- **Cas 02 :**



FigureIV.10 : Schéma représente les cas des balcons.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bonde d’un mètre linéaire.

On adopte une épaisseur de 15cm

IV-4-2-Exemple de calcul :(cas 1)

On va considéré que le balcon est une dalle pleine semi encastré au trois 03 cotés.

Suivant Ly : encastré au poutre

Suivant Lx : encastré au deux consoles

Avec : Lx=0,90m

Ly=3,30m

$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{0{,}90}{3{,}30} = 0{,}27 < 0{,}4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes:

- Résistance à la flexion : $h_0 \geq \frac{Lx}{20} = \frac{90}{20} = 4{,}50cm$
- Isolation acoustique $h_0 \geq 12cm$
- Sécurité en matière d'incendie h_0 = 11cm pour 2 heurs de coup feu

Donc on adopte h_0 = 15cm

IV-4-3-Descente de charge :

1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm)……. 0,40 KN /m²

2- Mortier de pose (ep = 3cm)………1,00 KN /m²

3- Couche de sable (ep = 3cm)………0,66 KN /m²

4- Dalle pleine en béton armé (ep =15cm)……. 3,75 KN /m²

5-Enduit de ciment (ep= 2cm)…………………..0,36 KN /m²

G = 4,5 KN /m²

Q = 3,5 KN/m²

$Q_u = 1{,}35G+1{,}5Q$

$Q_u = 1{,}35(4{,}5) + 1{,}5(3{,}5)$

$Q_u = 11{,}33\ KN/m^2$

Charge par ml = $\mathbf{Q_u}$ = 11,33 x 1 = **11,33 KN/m.l**

IV-4-4-Calcul de la charge concentrée due au mur extérieur:

Poids propre du mur en brique :

P = γ x b x h x 1m = 13 x 0,10 x 1,10 x 1m = 1,43 KN

P_u = 1,35A = 1,35 (1,43) = 1,93 KN

P_{ser} = 1,43 KN

IV-4-5-Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

$M_{max} = -\frac{Qul^2}{2} - P_u.l = -\frac{11{,}33(0{,}90)^2}{2} - 1{,}93(0{,}90) = -4{,}6 - 1{,}74$

M_{max} = -6,34 KN.m

$T_{max} = Q_u.l + P_u$ = 11,33 x 0,90 + 1,93 = 12,13 KN

d= 0,9h = 0,9 x 15 = 13,5 cm

IV-4-6-Calcul des moments max: (ELS)

$M_{max} = - \frac{Qs.l^2}{2} - P_s.l = - \frac{8(0,90)^2}{2}$ - 1,43(0,90) = - 1,43(0,90) = - 3,24 – 1,3

M_{max} = - 4,54 KN/m^2

$T_{max} = Q_s.l + P_s$ = 8 x 0,9 + 1,43 = 7,2 + 1,43 = 8,63 KN

IV-4-7-Calcul du ferraillage:

La section à calculé (100x15)

M = 6,34KN.m

$\mu = \frac{M}{b.d^2.\sigma bc} = \frac{6,34 \text{ x } 103}{100(13,5)2.14,17}$ = 0,024<μ_l = 0,392

μ = 0,024 ⇒β= 0,988

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$ = 348 Mpa

$A_s = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{6,34\text{x}10^3}{0,988x13,5x348} = \frac{6,34\text{x}10^3}{4641,6}$= 1,37 cm^2

IV-4-8-Vérifications:

Conditions de non fragilité:

$A_{min} = (0,23.b.d.f_{t28})/fe = \frac{0,23x100x13,5x2,1}{fe}$ = 1,63 cm^2

$A_{min} > A \Rightarrow A_{col}$ = 1,63 cm^2

Le choix = 4T10 = 3,14 cm^2

Contrainte de cisaillement :

$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} = \frac{12.13\text{x}10^3}{100\text{x}10\text{x}10^2}$ = 0,12 Mpa

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$\overline{\tau_u}$ = min(0,10fc$_{28}$; 4Mpa) = min (0,10 x 25 ; 4Mpa) = 2,5 Mpa

τ_u = 0,12 <$\overline{\tau_u}$ = 2,5 Mpa ……………….Condition vérifiée

Donc les armatures transvesales n’est pas nécéssaire

Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0{,}9\times d\times n\times\mu} = \frac{12.13\times10^3}{0{,}9\times13{,}5\times12{,}56\times10^2} = 0.79\text{Mpa}$$

$n = 4$: nombre.d'armatures longitudinales tendues

$\mu = 2\pi\frac{1}{2} = 3{,}14\text{cm}$: périmetre d'armatures tendues

$\overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28} = 1{,}5\times2{,}1 = 3{,}15\text{MPa}$

$\tau_{ser} = 0.79\text{MPa} \prec \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa}$..........condition vérifiée

La vérification des contraintes à L.E.L.S :

Détermination de la position de l'axe neutre :

$\frac{b.y^2}{2}$ - $15A_S(d-y) = 0$ $A_s = 3{,}14$ cm^2

$50y^2 + 15x\ 3{,}14\ (13{,}5-y) = 0$

$50y^2 + 47{,}10y – 635{,}85 = 0$

$\Delta = (47{,}10)^2 – 4\ x\ 50\ x(-635{,}85) = 2218{,}41 + 127170 = 129388{,}41$

$\sqrt{\Delta} = 359{,}70$

$y_1 = -\frac{47{,}10-359{,}70}{100} = -4{,}06$

$y_2 = -\frac{47{,}10+359{,}70}{100} = 3{,}12$

y = 3,12 cm

(position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y_1^{\ 3} + \sum As(d-y_1)^2 = \frac{100}{3}(3{,}12)^3 + 15\times 3{,}14(13{,}5-3{,}12)^2$$

I = 1012,37 + 5074,76

I = 6087,13 cm^4

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y_i = \frac{4{,}54\times10^3}{6087{,}13}\times 3{,}12 = 2{,}33$ Mpa

$\overline{\sigma\ bc} = 0{,}6fc_{28} = 15$Mpa

$\sigma_{bc} = 2{,}33$ Mpa $< \overline{\sigma\ bc} = 15$ Mpa …………………Condition vérifiée

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{bc} :

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$\overline{\sigma\ bc}$ = min { $\frac{2}{3}$ f_e ; 110$\sqrt{nft28}$ }

Avec n : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm$; W= 1,6

$\overline{\sigma\ bc}$ = min {$\frac{2}{3} \times 400$; 110$\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}$ }

$\overline{\sigma\ bc}$ = min {267 ; 202 } = 202 Mpa

$\sigma_{bc} = w \frac{M_{ser}}{I}(d - y_1) = 15 \times \frac{4{,}54 \times 10^3}{6087{,}13}(13{,}5 - 3{,}12) = 116{,}13$ Mpa

σ_{bc} = 116,13 Mpa < $\overline{\sigma\ bc}$ = 202 Mpa

Les armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{3{,}14}{4} = 0{,}78\ cm^2$

On adopte 3ϕ8 = 1,51cm^2/ml

Vérification de la flèche :

Pour les elements supports en cosole, la fleche F est égale à :

$F = F_1 + F_2$ avec : $F_1 = \frac{Q.L^2}{8EI}$ **… … … ….** Flèche due à la charge répartie .

$F_2 = \frac{pL^3}{3EI}$ …………Flèche due à la charge concentrée .

Détermination du centre de gravité :

$$y_a = \frac{\sum Ai \times Yi}{\sum Ai} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + W \times As \times d}{b \times h + W \times As}$$

$$y_a = \frac{100 \times 15 \times 7{,}5 + 15 \times 3{,}14 \times 13{,}5}{100 \times 15 + 15 \times 3{,}14} = \frac{11250 + 635{,}85}{1547{,}1} = \frac{11885{,}85}{1547{,}1} = 7{,}68 \text{ cm}$$

$y_1 = y_a$ = 7,68 cm

$y_2 = h - y_a$ = 15 – 7,68 = 7,32 cm

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{by_1{}^3}{3} + \frac{y_2{}^3}{3} + W.A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7{,}68)^3}{3} + \frac{100(7{,}32)^3}{3} = 15 \times 3{,}14(13{,}5 - 7{,}68)^2$$

I = 15099,49 + 13074,1+ 1595,39

I = 29769cm^4

$$F = F_1 + F_2 = \left(\frac{QL^4}{8EI} + \frac{PL^3}{3EI}\right) = \frac{L3}{EI}\left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3}\right]$$

$$F = \frac{(90)^3}{29769 \times 32164{,}2}\left[\frac{8 \times 90}{8} + \frac{1{,}43}{3}\right]$$

$F = \frac{729000}{957{,}49 \times 10^6} [90 + 0{,}48]$

$F = \frac{729000}{957{,}49 \times 10^6} \times 90{,}48$

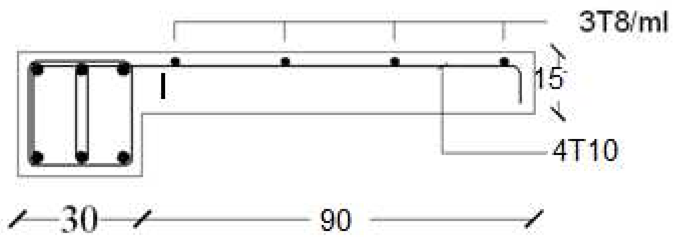
$F = 0{,}069$ cm

$F_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{90}{250} = 0{,}36$ cm

$F_{cal} = 0{,}069$ cm < $F_{adm} = 0{,}36$ cm ………… Condition verifiée

Cas	01	02
Moment fléchissant M_u (KN.m)	6.34	5.06
L'effort tranchant T_u (KN)	12.13	10.99
M_{ser} (KN.m)	4.54	3.7
A_{cal} (cm^2/ml)	1.37	1.08
A_{min}(cm^2/ml)	1,63	1,63
Choix d'acier (p.m)	4T10	4T10
A_{adopte} (cm^2/ml)	3.14	3.14
A_r (cm^2/ml)	0.78	0.78
Choix d'acier (p.m)	3T8	3T8

Tableau IV.4. :Récapitulatif des armatures des différents cas des balcons



FigureIV.11 :Détail de féraillage des balcons.

IV-5-Ascenseur:

IV-5-1-Introduction:

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges.

IV-5-2-Etude de l'ascenseur:

On a adopté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes:

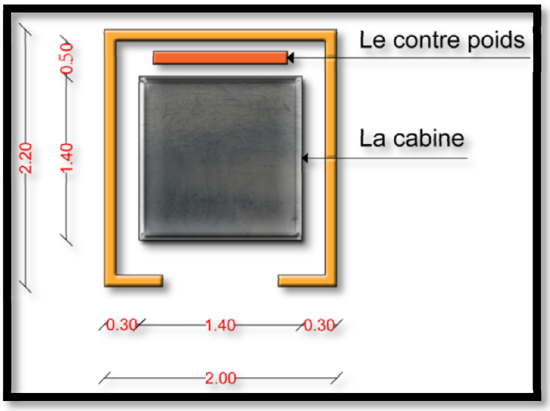


Figure IV.12 : Vue en plan de l'ascenseur

-Une largeur de : 1,4 m

-Une langueur de: 1,4 m

-Une hauteur de cabine de : 2,2 m

-Une largeur libre de passage de : 0,8m

-Une hauteur libre de passage de : 2,00m

-Une hauteur de course de : 30,60 m

-Une surface latérale $S= (2x1,4+1,4)x2,2=9,24\ m^2$

-Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : h_0=15cm

Ayant ainsi les caractéristiques suivantes:

-Cabine et contre poids aux extrémités d'un câble en acier porté dans les gorges d'une poulie lié à un levier électrique.

-Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

-Q : surcharges dans la cabine

-Pp : Le poids de contrepoids tel que Pp=Pm+$\frac{Q}{2}$

-Une charge nominale de675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². D'après la norme (NFP82-201), dimensionnés selon le (NFP82-22).

Le poids mort :

Poids de la cabine s=(2x1.40+1.4)2.20=9.24m²	M1=11.5x9.24x1,4=148,76 kg
Poids de plancher s=2.20x2,2= 4,84 m²	M2=110x4.84 = 532,4 kg
Poids de toit	M3=20X4.84= 96,8 kg
Poids de l'arcade	M4=60+(80x1.4)=172kg
Poids de parachute	M5=40kg
Poids des accessoires	M6=80kg
Poids de poulies de mouflage	M7=2x30=60kg
Poids de la porte de cabine	M8=80+(1,6x25)=120 kg

Le poids mort total est : $\mathrm{P_m} = \sum_{i=1}^{i=8} \mathrm{M_i} = 1249{,}96\ \mathrm{kg}$

Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1249{,}96 + \frac{675}{2} = 1587{,}46 kg$

Calcul de la charge de rupture :

Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. on prend Pour notre cas C_s=12.à titre créance .

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons , Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et D = 500mm $\Rightarrow$ d = 12,22 mm

On a alors : $C_r = C_s.M$ ________ (1)

Avec :

C_S : coefficient de sécurité du câble.

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe.

$M=Q+P_m+Mg$ ____________ (2)

dont : M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q+P_m)$ $(Mg<<Q+P_m) \Rightarrow M=Q+P$

on aura donc :Cr =Cs× M = Cs.(Q+P)= 12(675+1249,96)=23099.52 kg

celle ci est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 » :

$\Rightarrow Cr = \frac{23099,52}{0,85} = 27175.90$ kg

La charge de rupture pour « n » câble est donc : Cr =Cr(1 câble) x m x n

Avec :

m : type de mouflage (2brins, 3brins,…..)

n : nombre des câble

pour un câble de d=12,22mm et m=2 on à : Cr(1 câble)=8152kg

$n = \frac{Cr}{Cr(1\ cable)\ x\ m} = \frac{27175,90}{8152x2} = 1.67$soit n=2 câbles.

vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câble;Le nombre de câble doit être un nombre pair .

Le poids des câbles (Mg):

Mg= m x n x l

m : la masse linéaire du câble : m = 0,515 kg

L :longueur du câble L =30,60 m

n : nombre des câbles n =2

Mg= m x n x l =0,515x2x30,60=31,52 kg

(2)⇒M=Q+Pm+ Mg= 675+1249,96 +31,52=1956,48 kg

Vérifications de Cr :

Cr= Cs x M⇒$Cs = \frac{Cr}{M} \Rightarrow \frac{27175.90}{1956,48} = 13.89 > 12$……………..vérifiée.

Calcul de la charger permanente total G :

G= Pm+ Pp+ Ptreuil+ Mg

Le poids de (treuil+le moteur) : Ptreuil =1200kg

La charge permanente totale : G=1249,96+1587,46 +1200+31,52 =4068,94kg

Les surcharges :Q=675kg.

Q_u=1,35G +1,5Q = 6505.56 kg.

Vérification de dalle au poinçonnement :

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement .

La charge totale ultime : q_u= 6505.56 kg

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui , alors:

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6505.56}{4} = 1626{,}39 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

$$q_0 \leq 0{,}045.\mu_C.h_0.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

<u>Avec :</u>

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de (10x10) cm²

$\mu_C = 2(U + V)$; $h_0 = 15$cm

$U = a + h_0 = (10 + 15) = 25$cm

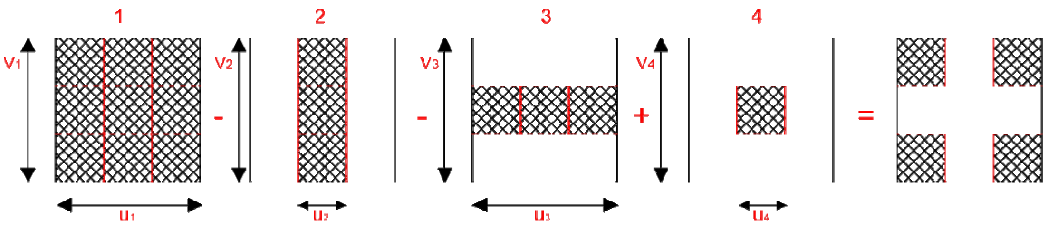
$V = b + h_0 = (10 + 15) = 25$cm

$\mu_C = 2(25 + 25) = 100$cm

$$\Rightarrow 0{,}045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1{,}5} = 11250 > q_0 = 1626{,}56 \text{ kg}$$

Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

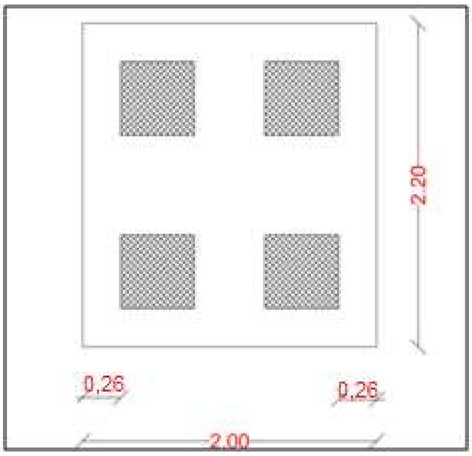
Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



Distances des rectangles :

Rectangle 1

$\begin{cases} u = 90cm \\ v = 120cm \end{cases}$



– Rectangle 2

$\begin{cases} u = 40cm \\ v = 120cm \end{cases}$

– Rectangle 3

$\begin{cases} u = 90cm \\ v = 70cm \end{cases}$

– Rectangle 4

$\begin{cases} u = 40cm \\ v = 70cm \end{cases}$

Les moments suivant les deux directions :

$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$

$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$

Avec ν : coefficient de Poisson.

À L'E L U $(\nu = 0)$

$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$

$P = P'.S$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26)cm²est :

$$P' = \frac{q_0}{u.v} = \frac{1626,39}{0,25 \times 0,25} = 26022,24 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3 ,4 sont résumés dans le Tableau Ci

dessus : Lx=2,00 m; Ly=2,20m

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface S (m^2)	P' (Kg/m^2)	P=P'.S (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0.41	0.55	0.109	0,066	1.08	26022.24	28104.02	2810.40	2836.4
2	0.18	0.55	0,151	0,076	0.48	26022.24	12490.68	1274.04	3929.35
3	0.41	0.32	0,126	0,086	0.63	26022.24	16394.01	1836.12	3278.80
4	0.18	0.32	0,181	0,102	0.28	26022.24	7286.23	1100.22	4710.02

Tableau IV.5: Résume les moments isostatiques des rectangles

Les moments dus aux charges concentrées :

$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 338.27 \text{ kg.m}$

$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 238.88 \text{ kg.m}$

Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle):

Lx =2,00 m

Ly=2,20 m

$h_0 = 15 \text{ cm}$

- Poids propre :$G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{kg/m}$

- Charges d'exploitation : $Q = 100 \text{kg/m}$

Charge ultime :$qu = 1,35G + 1,5Q = 656.25 \text{kg/m}$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,0}{2,2} = 0,90 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x . q_u . l^2 x \\ M_{y2} = \mu_y . M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 116,89 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 116,89 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 338.27 + 116,89 = 455.16 \text{ kg.m}$

$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 238.88 + 116,89 = 355.77 \text{ kg.m}$

Moments retenus:

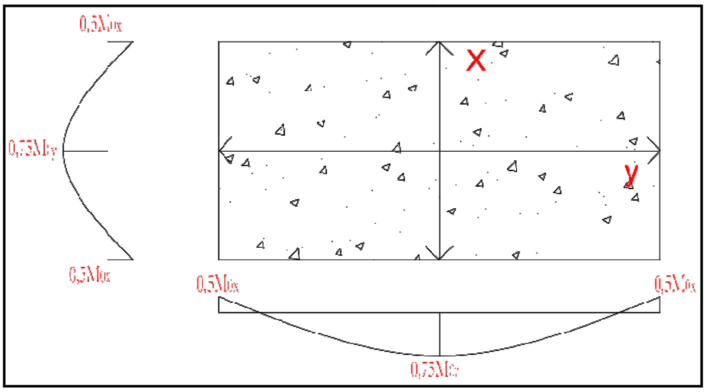
- En travée:

$M_{tx} = 0{,}75.\,M_{0x} = 341.37\ kg.\,m$

$M_{ty} = 0{,}75.\,M_{0y} = 266.82\ kg.\,m$

- Sur appuis:

$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}5.\,M_{0x} = 227.58\ kg.\,m$



IV-5-3-Calcul du ferraillage de la dalle:

Le ferraillage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 100cm$
- Hauteur de la section : $h = 30cm$
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0{,}9h = 27cm$
- Contrainte des aciers utilisés : $fe = 400Mpa,\ \ \delta_s = 348Mpa$
- Contrainte du béton à 28jours : $f_{c28} = 25Mpa,\ \ f_{bc} = 14{,}17Mpa$
- Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2{,}1Mpa$
- Fissuration peu préjudiciable

- En travée :

Sens l_x:

Le moment ultime : $M_{tx} = 3413{,}7\ N.\,m$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{3413{,}7}{100.13{,}5^2.14{,}17} = 0{,}013 < \mu_1 = 0{,}392 \rightarrow \grave{A} = 0$

$\mu = 0{,}013 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}9935$

La section d'acier (As_x):

$$As_x = \frac{M_{tx}}{\beta.\,d.\,\delta_s} = \frac{3413{,}7}{0{,}9935\ .\ 13{,}5.\ 348} = 0{,}73\ cm^2/ml$$

Sens Ly:

Le moment ultime : $M_{ty} = 2668{,}20\ N.\,m$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{ty}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{2668{,}20}{100.13{,}5^2.14{,}17} = 0{,}010 < \mu_1 = 0{,}392 \rightarrow \grave{A} = 0$

$\mu = 0{,}010 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}995$

La section d'acier (As_x):

$$As_y = \frac{M_{ty}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{2668{,}20}{0{,}995\,.\,13{,}5.\,348} = 0{,}57\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

Sur appui:

Le moment ultime :

$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}5.\,M_{0x} = 2275{,}8\text{N.m}$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b.\,d^2.\,\delta_{bc}} = \frac{2275{,}8}{100\,.\,13{,}5^2.\ 14{,}17} = 0{,}008 < \mu_1 = 0{,}392 \rightarrow \grave{A} = 0$$

$\mu = 0{,}008 \xrightarrow{\text{tabeau}} \beta = 0{,}996$

La section d'acier (As_x):

$$As_x = \frac{M_{ax}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{2275{,}8}{0{,}996\,.\,13{,}5.\,348} = 0{,}49\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures:

Puisque h_0=15 cm (12 cm≤ h_0≤30 cm)

On peut appliquer la formule suivante:

Sens l_y:

$Ay_{min} = 8.\,h_0 = 8\ .0{,}15 = 1{,}2\ \text{cm}^2/\text{ml}$

$$\begin{cases} At_y = 0{,}57/\text{ml} < Ay_{min} = 1{,}2 \rightarrow At_Y = Ay_{min} = 1{,}20\text{cm}^2/\text{ml} \\ Aa_y = 0{,}49/\text{ml} < Ay_{min} = 1{,}2 \rightarrow Aa_Y = Ay_{min} = 1{,}20\ \text{cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Sens l_x:

$$Ax_{min} = Ay_{min}\left(\frac{3-\alpha}{2}\right) = 1{,}2\left(\frac{3-1{,}0}{2}\right) = 1{,}20\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} At_x = \dfrac{0{,}73\text{cm}^2}{\text{ml}} < Ax_{min} = 1{,}20 \rightarrow At_x = Ax_{min} = 1{,}20\text{cm}^2/\text{ml} \\ Aa_x = 0{,}49\text{cm}^2/\text{ml} < Ax_{min} = 1{,}20 \rightarrow Aa_x = Ax_{min} = 1{,}20\text{cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers:

Le diamètre : $h_0 = 15\text{cm} = 150\text{mm}$

On à : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 15\text{mm}$

En travée:

Sens Lx:

$$\begin{cases} At_x = 1{,}20\ cm^2/ml \\ St_x \leq \min(2h_0, 25\ cm) \\ St_x \leq 33\ cm \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10\ p.m = 3{,}93\ cm^2/ml \\ St_x = 20\ cm \end{cases}$$

Sens Ly:

$$\begin{cases} At_y = 1{,}20\ cm^2/ml \\ St_y \leq \min(4h_0, 33\ cm) \\ St_y \leq 33cm \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10\ p.m = 3{,}93\ cm^2/ml \\ St_y = 20\ cm \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} Aa = 1{,}20\ cm^2/ml \\ St \leq 33\ cm \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 = 3{,}93\ cm^2/ml \\ St = 20\ cm \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

On note toutefois les critères suivants :

1. La dalle est bétonnée sans reprise
2. $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{V_{utot}}{b.d}$; et $\bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0{,}13\ f_{c_{28}}; 5Mpa)$

$V_{utot} = \{V_x + V_v\ ;\ SensL_x$

$V_{utot} = \{V_y + V_u\ ;\ SensL_y$

On calcul Vx et Vy:(efforts tranchants dus aux charges reparties):

$$\alpha > 0{,}4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} . \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} ; V_x = V_y \\ V_y = q_u \frac{L_y}{3} \end{cases}$$

$V_x = 650{,}55 \times \frac{2{,}2}{2} \times \frac{1}{1+\frac{1}{2}} = 477{,}07$ N = 0,477 KN

$V_y = 650{,}55 \times \frac{2{,}2}{3} = 477{,}07\ N = 0{,}477\ KN = V_x$

On calcul V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1626{,}39}{2 \times 25 + 25} = 21{,}69\ KN$$

$$(V_u = \frac{q_0}{3\,.\,u} \leq V)_u \Leftrightarrow \frac{1626{,}39}{3\,.\,25} = 21{,}69\ KN$$

$(u = v = 25cm) \Rightarrow V_u = V_v = 21{,}69$ KN

L'effort total V_{tot} :

- Sens l_x : $V_{tot} = V_x + V_y = 0{,}477 + 21{,}69 = 22{,}17$ KN
- Sens l_y : $V_{tot} = V_y + V_u = 0{,}477 + 21{,}69 = 22{,}17$ KN

Donc : $V_{tot} = \max(V_{tot\,x} ; V_{tot\,y}) = 22{,}17$ KN

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{22{,}17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0{,}164 \text{ Mpa}$$

$h_0 = 15cm$

$$\tau < \bar{\tau}_u = \frac{10 \times 0{,}15}{3} \min(0{,}13 f_{c_{28}} ; 5Mpa) = 1{,}625$$

donc : $\tau < \bar{\tau}_u$ ———— condition vérifie

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Les vérifications à L'E.L.S :

Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

Charge localisée:

$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser}$

$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser}$ Avec $v = 0{,}2(E.L.S)$

$$P'_{ser} = q'_{ser}.S' = \frac{P_{aser}}{u.v}.S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a\,ser}}{u.v} ; \; P_{a\,ser} = (G + Q).\frac{1}{4} = 1185{,}99kg$$

Donc : $q_{ser} = \frac{1185{,}99}{0{,}25^2} = 18975{,}84 \text{ kg/m}^2$

$P'_{ser} = 18975{,}84 \times S'$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3, 4 sont résumés dans le tableau ci dessus :

Rectangle	U/Lx	V/Ly	M_1	M_2	S'(m²)	$P'_{ser}=q_{ser}.S'$	M_{0x}(kg.m)	M_{0y}(Kg.m)
1	0.41	0.55	0.109	0.066	1.08	20493.90	2504.35	1799.36
2	0.18	0.55	0.151	0.076	0.48	9108.40	1513.82	967.31
3	0.41	0.32	0.126	0.086	0.63	11954.78	1711.92	1329.37
4	0.18	0.32	0.181	0.102	0.28	5313.24	1070.08	734.28

Tableau IV.6: Résume les moments isostatiques des rectangles

Moment dû aux charges localisées :

$M_{0XC} = M_{0X1} - M_{0X2} - M_{0X3} + M_{0X4}$=348.69 KN.m

$M_{0yC} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4}$=236.96 KN.m

Moment dû aux charges réparties (E.L.S):

G=0,15 x 2500 = 375kg /m² ; ep = 15cm

Q=100 KN /m²

$Q_{ser} = 100 + 375 = 475\ KN/m^2$

$\alpha=\frac{l_x}{l_y}$=1.00> 0,4 →la dalle travaille dans les deux sens

α=1 ; E.L.S⇒ $\begin{cases}\mu_x = 0{,}0441 \\ \mu_y = 1{,}0000\end{cases}$

$M_{0xr} = \mu_x . q_{ser} . l^2{}_x = 0{,}0441 \text{ x } 475 \text{ x } 2{,}2^2 = 101{,}39\ KN/m$

$M_{0yr} = \mu_y .\ M_{0xr}$=1,00 x 101,39 = 101,39 KN/m

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$M_{0x} = M_{0xC} + M_{0xr} = 348{,}69 + 101{,}39 = 450{,}08\ KN.m$

$M_{0y} = M_{0yC} + M_{0yr} = 236{,}96 + 101{,}39 = 338{,}35\ KN.m$

Les moments en travées et sur appuis :

$M_{tx} = 0{,}75 M_{0x} = 0{,}75 \times 450{,}08 = 337{,}56\ KN.m$

$M_{ty} = 0{,}75 M_{0y} = 0{,}75 \times 338{,}35 = 253{,}76\ KN.m$

$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}5 M_{0x} = 225{,}04\ KN.m$

Vérification des contraintes dans le béton :

<u>Suivant L_x :</u>

- <u>En travée :</u>

$$M_{tx} = 3375{,}6\ \mathrm{N.m} \quad ; A_t = 3.93\frac{cm^2}{ml} ; \acute{A} = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$Y = by^2/2 + n\acute{A}_S(y-d) = 0$

On a $\acute{A}_S = 0$; et $n = 15$

D'où

$50y^2 + 58{,}95y - 795{,}82 = 0$

Donc : y=3,34 cm

Calcul du moment d'inertie:

$I = by^3/3 + 15\ A_s(d-y)^2$

$I = 100 \times 3{,}34^3 / 3 + 15 \times 3.93(13{,}5 - 3{,}34)^2$

$I = 7327{,}14\ cm^4$

La contrainte dans le béton $\overline{\sigma_{bc}}$:

$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$

$$\delta_{bc} = \frac{3375{,}6}{7327{,}14} \times 3{,}34 = 1{,}54\ \mathrm{Mpa}$$

La contrainte admissible du béton σ_{bc} :

$\overline{\delta_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\mathrm{Mpa}$

Alors :

$\delta_{bc} = 1{,}54\ \mathrm{Mpa} < \overline{\delta_{bc}} = 15\ \mathrm{Mpa}$ ——— condition véréfiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, ca nous convient.

Sur appuis :

$M_{app} = 225{,}04\ \mathrm{kg.m}$; $A_a = 3.93\ cm^2/ml$, $\acute{A} = 0$

Position de l'axe neutre (y) :

Y=3,34cm

Moment d'inertie (I):

$I = 7327{,}14\ cm^4$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2250{,}4}{7327{,}14} \cdot 3{,}34\right) = 1{,}03\ \mathrm{Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$:

$\overline{\delta}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15$ Mpa

Alors

$\delta_{bc} = 1{,}03$ Mpa $< \overline{\delta_{bc}} = 15$ Mpa ———————— condition véréfiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Suivant L_y :

En travée :

$Mt_y = 253{,}76$ kg. m; $A_t = 3{,}14$ cm^2 /ml ; $\acute{A} = 0$

Position de l'axe neutre (y) :

Y= $by^2/2 + n\acute{A}_S(y - d) = 0$

On à $\acute{A}_S = 0$; et n = 15

Donc : y=2 ,57 cm

Calcul du moment d'inertie:

$I = by^3/3 + 15\, A_s(d - y)^2$

$I = 100 \times 2{,}57^3 / 3 + 15 \times 3{,}14(13{,}5 - 2{,}57)^2$

I =6192,62 cm^4

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2537{,}6}{6192{,}62} \;.\; 2{,}57\right) = 1{,}09 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$:

$\overline{\delta}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15$ Mpa

Alors

$\delta_{bc} = 1{,}09$ Mpa $< \overline{\delta_{bc}} = 15$ Mpa ———————— véréfie

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Armatures finales :

Suivant L_x : A_t=3,93cm²/ml soit5T10 /mL avec S_t=20cm

A_a=3,93cm²/ml soit5T10 /mL avec S_t=20cm

Suivant L_y : A_t=3,93cm²/ml soit 5T10 /mL avec S_t=20cm

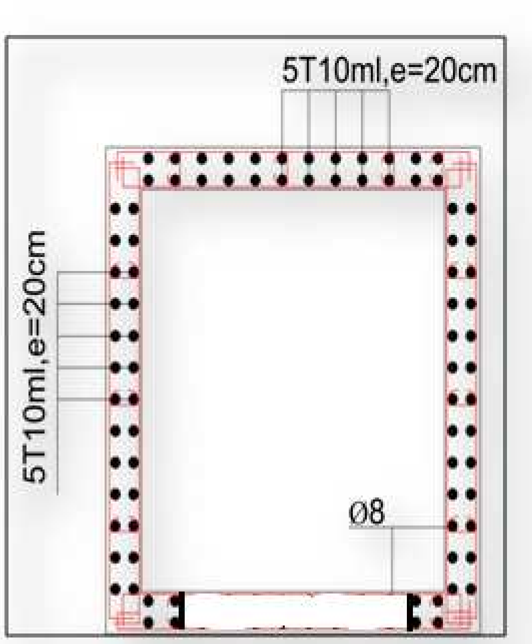


Figure IV.13 : Ferraillage d'ascenseur

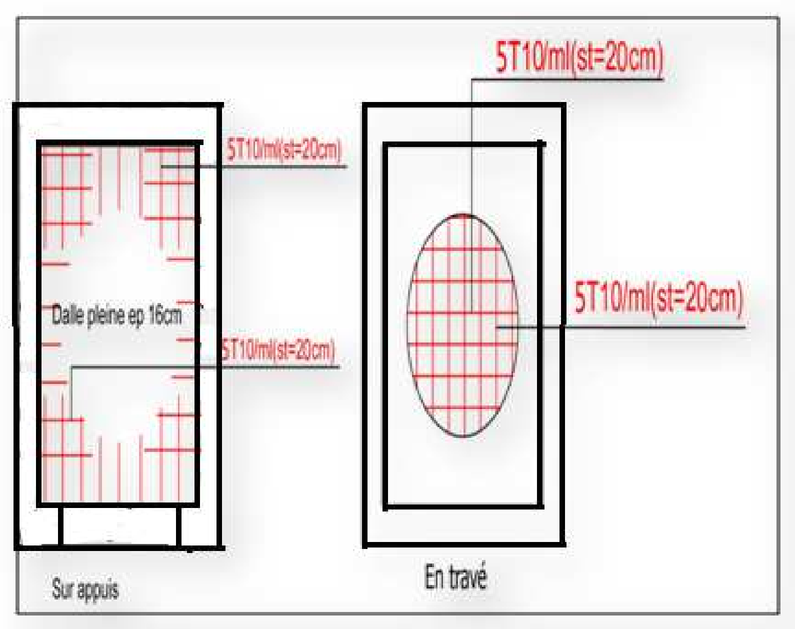


Figure IV.14 : Ferraillage de la dalle d'ascenseur